

УДК 624.012.45

М.Ю.ИЗБАШ, д-р техн. наук

*Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры*

## **ПРЯМОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ МНОГОПРОЛЕТНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК**

Предлагается методика прямого проектирования усиления неразрезных многопролетных балок.

Пропонується методика прямого проектування підсилення нерозрізних багатопрольотних балок.

The method of the direct planning of strengthening of uncut multiflight beams is offered.

*Ключевые слова:* локальное предварительное напряжение, сталежелезобетон, неразрезные балки.

При решении данной задачи ситуация может осложниться тем, что усиление балок на промежуточных опорах затруднено отсутствием доступа к соответствующим участкам конструкции. В то же время на промежуточных опорах возникают отрицательные (по знаку) изгибающие моменты по абсолютной величине большие, чем значения пролетных изгибающих моментов.

Например, у двухпролетной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой  $q$ , величина изгибающего момента на крайней промежуточной опоре  $M_{on}$  при шарнирной крайней опоре составляет

$$M_{on} \approx 1,75M_n, \quad (1)$$

где  $M_n$  – максимальный изгибающий момент в крайнем пролете двухпролетной неразрезной балки.

Соотношение величин изгибающих моментов в сечениях на промежуточных опорах и в пролетах многопролетных неразрезных балок

$$M_{on} = 2 M_n. \quad (2)$$

Ситуация усугубляется тем, что у сечения сталежелезобетонной балки на опоре несущая способность существенно меньше, чем у сечения в пролете, так как железобетонная полка на промежуточной опоре находится в растянутой зоне и после образования трещин ее вклад в работу сталежелезобетонной конструкции при обычно применяемом количестве ненапрягаемой арматуры мал.

Иная картина работы сечений в средней части длин пролетов сталежелезобетонных неразрезных многопролетных балок. У них изгибающий момент имеет положительный знак и железобетонная полка

сталежелезобетонной балки соответственно располагается в сжатой зоне. Данная схема работы поперечного сечения сталежелезобетонного изгибаемого элемента является наиболее рациональной и обеспечивает максимальную несущую способность.

У неразрезных многопролетных балок имеют место два расчетных случая усиления:

- промежуточный пролет между двумя промежуточными опорами;
- крайний пролет с шарнирным опиранием на крайнюю промежуточную и концевую опоры.

В первую очередь целесообразно рассмотреть совместную работу промежуточного пролета балки между двумя промежуточными опорами.

Между промежуточными пролетами и опорами происходит перераспределение изгибающих моментов. Ввиду того, что жесткости сталежелезобетонных балок на промежуточных опорах, где железобетонные полки расположены в растянутых зонах, после появления трещин сравнительно малы, имеет место тенденция, в соответствии с которой величины пролетных моментов возрастают, так как усилия с сечений, обладающих меньшей жесткостью, частично перетекают в сечения, обладающие соответственно большей жесткостью. Данная ситуация и имеет место в рассматриваемом случае.

Для условия наступления предельного равновесия [1] величины опорных изгибающих моментов предлагается принимать равными  $M_{oni}$ , соответствующему образованию ограниченного шарнира пластичности.

В условиях предельного равновесия в случае действия суммарной (имевшейся и дополнительной) нагрузки  $q_2$  величина пролетного изгибающего момента в результате перераспределения составляет

$$M_n = \frac{q_2 l_n^2}{8} - M_{oni}, \quad (3)$$

где  $q_2 = q_0 + q_1$ . Здесь  $q_0$  – нагрузка, имевшая место в эксплуатации;  $q_1$  – дополнительная нагрузка, которая должна также быть воспринята.

Таким образом, в эксплуатируемой сталежелезобетонной неразрезной балке формируется такое перераспределение изгибающих моментов, при котором

$$M_{on} = M_{oni}, \quad (4)$$

где  $M_{on}$  – опорный изгибающий момент;  $M_{oni}$  – ограниченный предельный опорный изгибающий момент.

В связи с тем, что вклад железобетонной полки после образования трещин мал, величина  $M_{они}$  по сути представляет собой практически несущую способность сечения стальной балки.

Указанное распределение усилий является наиболее рациональным, большей степени перераспределения изгибающих моментов с промежуточных опор в пролет достичь не представляется возможным, так как величина опорного изгибающего момента принята минимальной –  $M_{они}$ .

Необходимость усиления пролетной части рассматриваемой сталежелезобетонной неразрезной балки устанавливается сопоставлением значений пролетного изгибающего момента  $M_n$  и разрушающего момента для сечений в пролете  $M_{ни}$ . Если  $M_n < M_{ни}$ , то в усилении пролетной части нет необходимости. В случаях, когда  $M_n > M_{ни}$ , усиление пролетной части сталежелезобетонной балки требуется.

Усиление пролетной части в зоне (по длине балки) действия существенных изгибающих моментов также предлагается осуществлять локальным предварительным обжатием приваренными к стенке стальной части балки с двух ее сторон стержнями из арматуры класса А500С [2].

Анализ результатов проведенных экспериментов и решения для усиления однопролетной шарнирно опертой балки [3] показывают, что повышение несущей способности неразрезных балок новых, т.е. проектируемых сталежелезобетонных перекрытий, эффективно осуществлять локальным предварительным напряжением на опорах, усиление эксплуатируемых неразрезных сталежелезобетонных балок в силу технологических причин необходимо выполнять локальным обжатием в пролетах [4].

Определение длины участка, в пределах которого величина пролетного изгибающего момента  $M_n$  больше значения разрушающего момента  $M_{ни}$ , т.е. участка, где требуется локальное обжатие, производится аналогично тому, как оно выполнено для однопролетной шарнирно опертой балки [5].

Закономерность изменения изгибающих моментов  $M_x$  по длине пролета для случая действия равномерно распределенной суммарной нагрузки  $q_2$  имеет вид:

$$M_x = -M_{они} + \frac{q_2 l_n}{2} x - \frac{q_2 x^2}{2}. \quad (5)$$

Должна отыскиваться такая величина  $x$ , при которой будет иметь место выполнение условия

$$M_x = M_{nu}, \quad (6)$$

где  $M_{nu}$  – разрушающий изгибающий момент сечения сталежелезобетонного изгибаемого элемента с полкой в сжатой зоне.

В соответствии с (5)

$$\frac{q_2}{2}x^2 - \frac{q_2 l_n}{2}x + M_{nu} + M_{onu} = 0. \quad (7)$$

Из решения уравнения (7) окончательно

$$x = \frac{l_n}{2} \pm \sqrt{\frac{l_n^2}{4} - \frac{2}{q_2}(M_{nu} + M_{onu})}. \quad (8)$$

Длина участка, на котором должно быть выполнено локальное обжатие,

$$l_{sp} = l_n - 2x + 2c, \quad (9)$$

где  $c$  – расстояние, как и в предыдущем случае, от границы зоны, ограниченной длиной  $x$ , до места приварки арматурных стержней к стенке балки.

По аналогии с усилением однопролетной балки [5] в точках на расстояниях  $(x-c)$  от промежуточных опор концы напрягаемой арматуры необходимо приваривать с двух сторон к стенке стальной балки. При этом также принимается  $c = 0,2$  м. Благодаря указанным участкам исключается возможность разрушения конструкции в их пределах.

Расположение точек приварки арматурных напрягаемых стержней по высоте сечения стальной балки, площади их поперечных сечений определяются так же, как и для описанного выше усиления однопролетной шарнирно опертой сталежелезобетонной балки.

Значение изгибающего момента, вызываемого локальным предварительным напряжением, должно обеспечивать совместно с возможностями самой балки восприятие суммарной нагрузки  $q_2$ .

После оттягивания внешней арматуры, приварки упоров и удаления ручного винтового домкрата [5] в ней возникают (рис.1) натяжение  $N_{spo}$ , соответственно начальное предварительное напряжение  $\sigma_{spo}$

и момент выгиба  $M_{spo}$ .

Величины начального натяжения  $N_{spo}$  и момента выгиба  $M_{spo}$  вследствие локального предварительного напряжения определяются соответственно по зависимостям

$$N_{spo} = \sigma_{spo} A_{sp}, \quad (10)$$

где  $\sigma_{spo}$  – начальное напряжение в арматуре,

и

$$M_{spo} = \sigma_{spo} A_{sp} \frac{l_{sp}}{2} \sin \alpha + \sigma_{spo} A_{sp} e_{sp} \cos \alpha. \quad (11)$$

В них величина начального предварительного напряжения в стержнях с учетом потерь для арматуры класса А500С, как и в случае однопролетной балки, назначается

$$\sigma_{spo} = 400 \text{ МПа.}$$

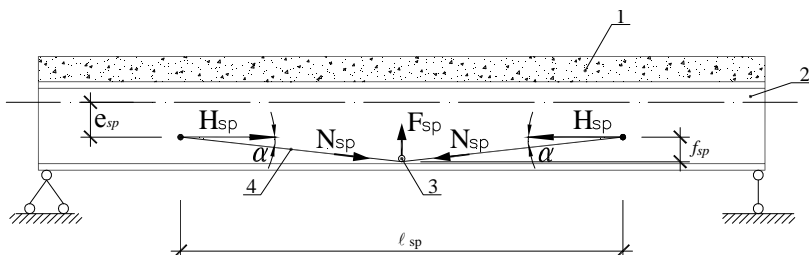


Рис.1 – Воздействия вследствие локального обжатия сталежелезобетонной балки:  
1 – железобетонная плита; 2 – стальной двутавр; 3 – упор; 4 – напрягаемая арматура.

Геометрические параметры шпренгельного подкрепления из напрягаемой арматуры определяются по зависимостям, учитывающим его деформированное состояние:

$$l_{\alpha} = \frac{l_{sp}}{2} (1 + \varepsilon_{spo}), \quad (12)$$

$$f_{sp} = \sqrt{\frac{l_{sp}^2}{4} (1 + \varepsilon_{spo})^2 - \frac{l_{sp}^2}{4}} = l_{sp} \sqrt{\frac{\varepsilon_{spo}}{2}}, \quad (13)$$

$$\sin \alpha = \frac{f_{sp}}{\frac{l_{sp}}{2} (1 + \varepsilon_{spo})} = \frac{\sqrt{2\varepsilon_{spo}}}{1 + \varepsilon_{spo}}, \quad (14)$$

$$\cos \alpha = \frac{l_{sp}}{\frac{l_{sp}}{2} (1 + \varepsilon_{spo})} = \frac{1}{1 + \varepsilon_{spo}}. \quad (15)$$

По конструктивно-технологическим соображениям принимается, что ось арматурного стержня в месте установки упора на величину  $a$  отстоит от верха нижней полки двутавра (рис.2).

Расположение точек крепления концов стержней к стенке двутавра с двух ее сторон находятся по зависимостям:

$$a = \frac{d}{2} + 0,02 \text{ м}; \quad (16)$$

$$h_{кр} = f_{sp} + a. \quad (17)$$

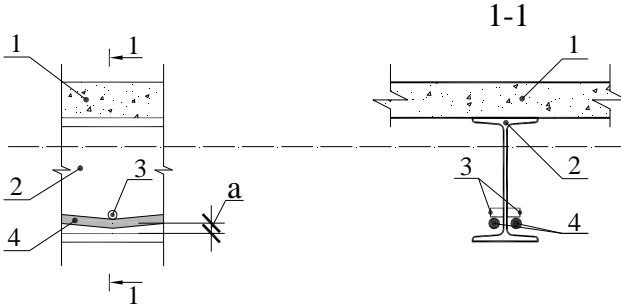


Рис.2 – Сопряжение напрягаемой арматуры с упорами:

1 – железобетонная плита; 2 – стальной двутавр; 3 – упоры; 4 – напрягаемая арматура.

Подбор площади сечения напрягаемых арматурных стержней, образующих шпренгельное подкрепление, осуществляется из условия обеспечения несущей способности конструкции в целом под действием суммарной, например, равномерно распределенной нагрузки  $q_2$ .

Рассматриваемая конструкция проходит такие же этапы работы, как и однопролетная локально обжатая сталежелезобетонная балка. От воздействия суммарной нагрузки  $q_2$  возникает предельное равновесие данной статически неопределимой системы, вследствие чего целесообразно воспользоваться именно методом предельного равновесия [1]. В качестве разрушающей нагрузки принимается  $q_u = q_2$ . В качестве величины напряжения в обжимающих арматурных стержнях в условиях предельного равновесия принимается значение расчетного сопротивления  $R_{sp}$ . В рассматриваемой статически неопределимой конструкции, у которой точки приварки концов напрягаемой арматуры расположены симметрично относительно упора, закрепленного в середине длины пролета, условие предельного равновесия записывается для сечения в середине длины зоны обжатия  $l_{sp}$

$$\frac{q_2 l_n^2}{8} = \frac{R_{sp} A_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + R_{sp} A_{sp} e_{spu} \cos \alpha_u + M_{опи} + M_{сжи}, \quad (18)$$

где  $\alpha_u$  – угол наклона арматурного стержня в пролете в условиях предельного равновесия;  $f_{spu} \sin \alpha_u, \cos \alpha_u$  подсчитываются по (13)-(15)

для условия предельного равновесия;  $M_{сжм}$  – несущая способность сечения сталежелезобетонного изгибаемого элемента с учетом обжатия продольной силой  $H_{спл}$  в пролете.

Из (18) следует

$$\frac{q_2 l_n^2}{8} - M_{сжм} - M_{онм} = A_{сп} \left( \frac{R_{сп} l_{сп}}{2} \sin \alpha_u + R_{сп} e_{спл} \cos \alpha_u \right). \quad (19)$$

Зависимость (19) позволяет подобрать необходимую для усиления площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры

$$A_{сп} = \left( \frac{q_2 l_n^2}{8} - M_{сжм} - M_{онм} \right) / \left( \frac{R_{сп} l_{сп}}{2} \sin \alpha_u + R_{сп} e_{спл} \cos \alpha_u \right). \quad (20)$$

Таким образом, в результате данного расчета представляется возможным непосредственно определять суммарную площадь сечения напрягаемых (с обеих сторон балки) арматурных стержней  $A_{сп}$  и конфигурацию шпренгельного подкрепления на их основе.

Аналогичный подход и к оценке усиления крайнего пролета неразрезной шарнирно опертой эксплуатируемой балки, подверженной воздействию имевшей место и дополнительной равномерно распределенной нагрузки, в сумме составляющих величину  $q_2$ . В основу оценки полагается, что изгибающий момент на первой промежуточной опоре в условиях предельного равновесия составляет

$$M_{он} = -M_{онм}, \quad (21)$$

где  $M_{онм}$  – предельный изгибающий опорный момент стальной балки (ввиду выхода из строя железобетонной полки).

При достижении условия (21) на первой промежуточной опоре возникает ограниченный шарнир пластичности [6], т.е. не вызывающий больших деформаций. Ход расчета аналогичен изложенному выше.

Величина реакции на свободной опоре при действии нагрузки  $q_2$  определяется по зависимости

$$R_c = \frac{q_2 l_{кп}}{2} - \frac{M_{он}}{l_{кп}}, \quad (22)$$

где  $l_{кп}$  – длина крайнего пролета балки.

Уравнение изгибающих моментов имеет вид:

$$M_x = \left( \frac{q_2 l_{кп}}{2} - \frac{M_{онм}}{l_{кп}} \right) x - q_2 \frac{x^2}{2}. \quad (23)$$

Место расположения максимального пролетного момента  $M_{x, \max}$

по длине балки  $x_c$  определяется из условия равенства нулю производной

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{q_2 l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{l_{kn}} - q_2 x = 0, \quad (24)$$

откуда расстояние места максимального изгибающего момента от крайней свободной опоры

$$x_c = \frac{l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{l_{kn} q_2}. \quad (25)$$

Исходя из (25) и (23), величина максимального изгибающего пролетного момента, т.е. при  $x = x_c$ , составляет

$$M_{x, \max} = \left( \frac{q_2 l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{l_{kn}} \right) x_c - \frac{q_2 x_c^2}{2}. \quad (26)$$

Если величина  $M_{x, \max}$  больше значения пролетного разрушающего изгибающего момента для сечения с железобетонной полкой в сжатой зоне, требуется усиление сталежелезобетонной балки в крайнем пролете, которое также целесообразно выполнить локальным предварительным напряжением.

Располагая уравнением, выражающим изменение изгибающих моментов  $M_x$  по длине крайнего пролета (23), представляется возможным определить значение  $x$ , при котором изгибающий пролетный момент достигает величины разрушающего

$$M_{кпи} = \left( \frac{q_2 l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{l_{kn}} \right) x - q_2 \frac{x^2}{2}. \quad (27)$$

Уравнение для определения  $x$  имеет вид:

$$\frac{q_2}{2} x^2 - \left( \frac{q_2 l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{l_{kn}} \right) x + M_{кпи} = 0. \quad (28)$$

Из его решения

$$x = \frac{l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{q_2 l_{kn}} \pm \frac{1}{q_2} \sqrt{\left( \frac{q_2 l_{kn}}{2} - \frac{M_{опи}}{l_{kn}} \right)^2 - 2q_2 M_{кпи}}. \quad (29)$$

Расстояние от крайней свободной опоры  $x$  до места приварки концов напрягаемой арматуры аналогично предыдущему случаю должно быть уменьшено на величину  $c$  в целях исключения опасности разрушения у начала зоны локального обжатия  $l_{сп}$ .



Целесообразно зону обжатия принять расположенной симметрично относительно точки  $x_c$ , где величина изгибающего пролетного момента максимальна.

Таким образом, длина зоны локального обжатия крайнего пролета, как и в усиленной однопролетной балке, составляет

$$l_{спк} = l_{кп} - 2x + 2c,$$

где  $x$  соответствует определенному по (29) значению.

Локальное предварительное напряжение должно быть осуществлено до приложения дополнительной нагрузки и должно повысить несущую способность на величину  $M_{sp}$ , чтобы была обеспечена возможность восприятия суммарной (начальной и дополнительной) нагрузки  $q_2$ . Значения усилия натяжения арматуры  $N_{spo}$  и момента выгиба  $M_{spo}$  подсчитываются по (10) и (11) [7].

Как и в предыдущем случае, величина начального напряжения в стержне назначается для арматуры класса А500С с учетом потерь  $\sigma_{spo} = 400$  МПа, значение начальной деформации  $\varepsilon_{spo} = 2,1 \cdot 10^{-3}$ .

Аналогично определяется длина наклонного участка арматуры после предварительного напряжения  $l_\alpha$  (12) и величина стрелки оттягивания напрягаемой арматуры  $f_{sp}$  (13). Геометрические параметры  $a$  и  $h_{кр}$  определяются соответственно по зависимостям (16) и (17).

Подбор площади сечения напрягаемых арматурных стержней, образующих шпренгельное подкрепление, осуществляется из условия обеспечения несущей способности конструкции в целом под воздействием суммарной, например, равномерно распределенной нагрузки  $q_2$ .

От суммарного воздействия имевшей место и дополнительной нагрузки возникает предельное равновесие данной статически неопределимой системы.

Поэтому также целесообразно воспользоваться методом предельного равновесия [1], принимая значение разрушающей нагрузки  $q_u = q_2$ .

В качестве величины напряжения в напрягаемой арматуре в условиях предельного равновесия принимается значение расчетного сопротивления  $R_{sp}$ .

Тогда

$$\left( \frac{q_2 l_{кп}}{2} - \frac{M_{они}}{l_{кп}} \right) x_c - \frac{q_2 x_c^2}{2} = \frac{R_{sp} A_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + R_{sp} A_{sp} e_{spu} \cos \alpha_u +$$

$$+ M_{они} \frac{x_c}{l_{кп}} + M_{сж} . \quad (30)$$

Обозначение

$$\left( \frac{q_2 l_{кп}}{2} - \frac{M_{они}}{l_{кп}} \right) x_c - \frac{q_2 x_c^2}{2} - M_{они} \frac{x_c}{l_{кп}} - M_{сж} = B \quad (31)$$

приводит к зависимости

$$B = \frac{R_{sp} A_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + A_{sp} R_{sp} e_{spu} \cos \alpha_u . \quad (32)$$

Тогда требуемая суммарная площадь поперечных сечений двух привариваемых к стенке балки стержней, исходя из (32), составит

$$A_{sp} = \frac{B}{\frac{R_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + R_{sp} e_{sp} \cos \alpha_u} . \quad (33)$$

Таким образом, представленное выше является аппаратом для прямого проектирования усиления сталежелезобетонных неразрезных многопролетных балок.

1.Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование / А.А. Гвоздев. – М.: Стройиздат, 1948. – 242 с.

2.Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.

3.Избаш М.Ю. Экспериментальная оценка работы сталежелезобетонных локально предварительно напряженных изгибаемых элементов / М.Ю. Избаш // Науковий вісник будівництва. Вип.41. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2007. – С.67-76.

4.Избаш М.Ю. Принципы формирования локально предварительно напряженных сталежелезобетонных балок повышенной надежности / М.Ю. Избаш // Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті: 36. наук. праць. Вип.87. – Харків: УкрДАЗТ, 2007. – С.160-172.

5.Избаш М.Ю. Формирование распределения усилий в неразрезных сталежелезобетонных балках с помощью локального обжатия / М.Ю. Избаш // Науковий вісник будівництва. Вип.39. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2006. – С.183-188.

6.СНиП-23-81.Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат,1981. – 60 с.

7.Избаш М.Ю. Усиление эксплуатируемых сталежелезобетонных однопролетных изгибаемых элементов / М.Ю. Избаш // Науковий вісник будівництва. Вип.46. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2008. – С.61-66.

Получено 17.06.2011